

# Das Pendeln zwischen Geotechnik und Geomechanik - dargestellt anhand von Flachgründungen und Bettungsmoduln -

Gudehus, Gerd

Veröffentlicht in:  
Jahrbuch 1983 der Braunschweigischen  
Wissenschaftlichen Gesellschaft, S.53-71



Verlag Erich Goltze KG, Göttingen

## **Das Pendeln zwischen Geotechnik und Geomechanik – dargestellt anhand von Flachgründungen und Bettungsmoduln \*) –**

Von **Gerd Gudehus**, Karlsruhe

### **Zusammenfassung**

Am Beispiel von Flachgründungen wird gezeigt, welche Aufgaben die Geotechnik zu erfüllen hat. Die Geomechanik wird anhand des sog. Bettungsmoduls vorgestellt. Die Wechselwirkung zwischen beiden Gebieten, die man als Pendeln bezeichnen kann, wird zunächst für Sandboden, anschließend auch für Tonschichten geschildert. Es zeigt sich, daß Bettungsmoduln zur Rechtfertigung alter Bauregeln dienen können und auch im Lichte der modernen Bodenmechanik ihr Daseinsrecht behalten. Diese Wechselbewegung ist kennzeichnend für holistisches und reduktionistisches Denken, auf das am Schluß allgemeiner eingegangen wird. Die verbreitete Trennung beider Denkweisen ist weder notwendig noch nützlich.

### **Worum es geht**

Bild 1 zeigt – längs und quer aufgeschnitten – ein Bauwerk auf einem Baugrund. Der Baugrund bestehe aus Sand-, Ton- und Kiesschichten, gefüllt mit Grundwasser, und ab irgendeiner Tiefe aus Fels. Der Deutlichkeit halber werden wir diesen Schichtverlauf später noch weiter vereinfachen. Das Bauwerk sei ein Hochbau – auf dem Bild im Erdgeschoß abgeschnitten – mit Wänden und Stützen. Zur Vereinfachung wollen wir uns später gelegentlich statt dessen nur einzelne Stützen vorstellen.

Der Hochbau sei flach gegründet, d.h. er reiche kaum tiefer in den Boden als sein Keller. Die **Flachgründung** bestehe aus einer Platte – so im Bild –, Einzel- oder Streifenfundamenten. Sie ist so zu bauen, daß

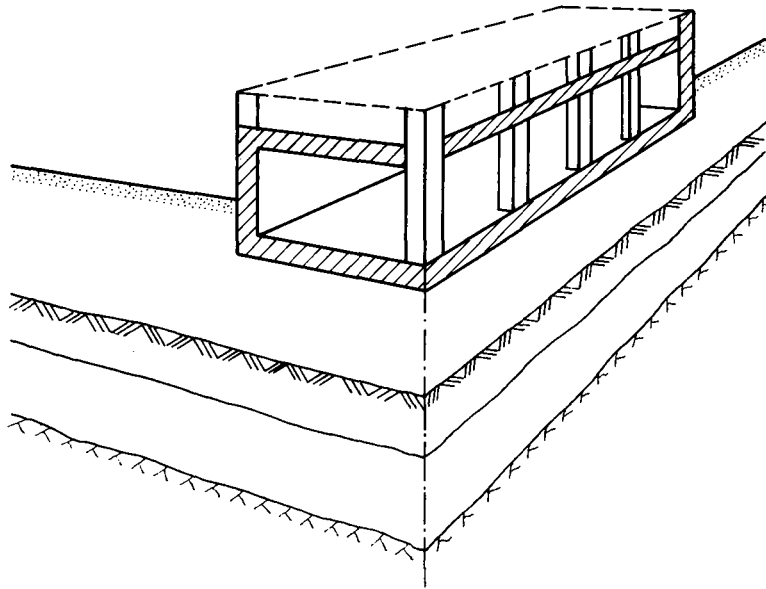
- A) der Hochbau nicht durch Nachgeben der Fundamente Schaden nimmt,
- B) die Kosten für Herstellung und Erhaltung möglichst gering sind.

Wie immer in der Technik werden also Sicherheit und Wirtschaftlichkeit gefordert. Da es sich hier um das Bauen in und mit Erde handelt, spricht man auch von **Geotechnik**; dieses Wort hat sich seit etwa 30 Jahren international durchgesetzt.

Zum Entwerfen der Flachgründung muß man die Nachgiebigkeit des Baugrundes so beschreiben, daß

---

\*) schriftliche Fassung eines Vortrags am 6.5.1983



*Bild 1:  
Flachgegründeter Hochbau auf geschichtetem Baugrund*

- C) die Wirklichkeit genau genug eingefangen ist,
- D) der damit verbundene Aufwand möglichst gering ist.

Dies fordert man immer von einem mechanischen Modell, wenn es technisch nützen soll. Es gehört hier zu den Aufgaben der **Geomechanik**, ein solches zu liefern. Dieser Boden- und Felsmechanik umfassende Begriff, der schon vor 40 Jahren von H. Cloos und L. Müller benutzt wurde, setzt sich seit etwa 10 Jahren international durch.

Die oben aufgezählten vier Forderungen lassen sich als Extremwertaufgabe formulieren. Als Maß für die Sicherheit (A) dient das Produkt aus der Geldsumme und der Wahrscheinlichkeit des Versagens (hier: der Flachgründung), bezogen auf die vorgesehene Lebensdauer, also eine theoretische Versicherungsprämie. Sie richtet sich – ebenso wie die Bau- und Erhaltungskosten – nach der Zuverlässigkeit des mechanischen Modells (C). Der Aufwand zur Beschaffung der Daten und zur Erarbeitung des Entwurfs (D) läßt sich durch eine Geldsumme ausdrücken. Auch der Aufwand zur Gewinnung des mechanischen Modells (C) möge sich als Forschungsbeitrag dem Bauprojekt zuordnen lassen.

Es ist nun so zu planen und zu entwerfen, daß die Gesamtkosten minimal werden. Variiert werden können dabei grundsätzlich die Sicherheitsanforderungen (A), die Bauweisen (B), die Modelle (C) und die Planungsmethoden (D). Diese Extremwertaufgabe hat keine logisch strenge Lösung, da die Forderungen A und C untrennbar sind (Popper 1966) und der angemessene Forschungsaufwand (D) sich erst aus der

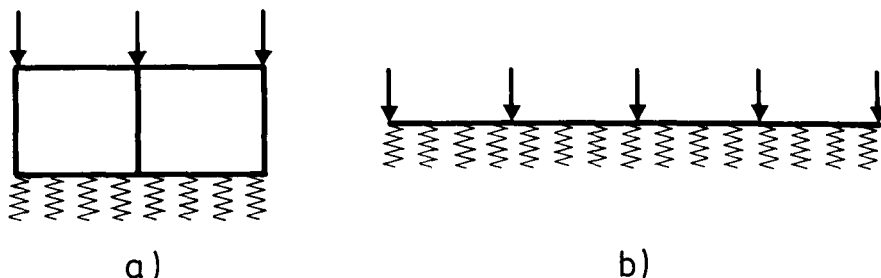


Bild 2:

*Idealisierter Querschnitt (a) und Längsschnitt (b) zu Bild 1*

Lösung ergibt (Hofstadter 1980). Sie kann aber dabei helfen, die Vorgänge des Forschens, Planens, Entwerfens und Bauens zu ordnen und gegeneinander zu wichten, und darum geht es in diesem Beitrag.

Zurück zur Nachgiebigkeit des Baugrundes. Bild 2 ist eine Abstraktion von Bild 1. Das Fundament des Bauwerks ist im Querschnitt (a) durch einen Rahmen und im Längsschnitt (b) durch einen biegsamen Balken, der Überbau durch Einzellasten ersetzt. Für den Baugrund stehen voneinander unabhängige Federn derart, daß Setzung  $s$  und Sohldruck  $q$  zueinander proportional sind:

$$q = k_s s. \quad (1)$$

Der sogenannte **Bettungsmodul**  $k_s$  soll eine von Baugrund und Bauweise abhängende Kennzahl sein. Wenn  $k_s$  – eventuell innerhalb der Grundfläche variabel – bekannt ist, kann man die Fundamente einfach bemessen, wie noch gezeigt werden soll.

Dieses mechanische Modell ist über 100 Jahre alt (Winkler 1867) und nach einer wechselvollen Geschichte noch immer üblich. In den folgenden Abschnitten wird gezeigt, inwieweit ihm ausgewählte Flachgründungen auf ausgewähltem Baugrund entsprechen. Dieses Hin und Her zwischen Geotechnik und Geomechanik kann man als Pendeln bezeichnen. Zum Schluß wollen wir das Pendeln als Informationstransfer etwas allgemeiner betrachten.

### Geotechnik ohne Geomechanik

Die Geotechnik ist viel älter als die Geomechanik, was anhand einiger Beispiele in Erinnerung gerufen werden soll. Um den Vergleich in späteren Abschnitten zu erleichtern, beschränken wir uns auf Sandboden.

Bild 3 zeigt ein Kamel und einen Wolf, also zwei zum Stehen und Gehen in Sand offenbar fähige Tiere. Ihre Füße kann man als Einzelfundamente ansehen, die zweifellos sicher und wirtschaftlich sind. Dafür haben Mutation und Selektion gesorgt, oder: der Baumeister hat sehr viele Varianten geschaffen und erprobt.

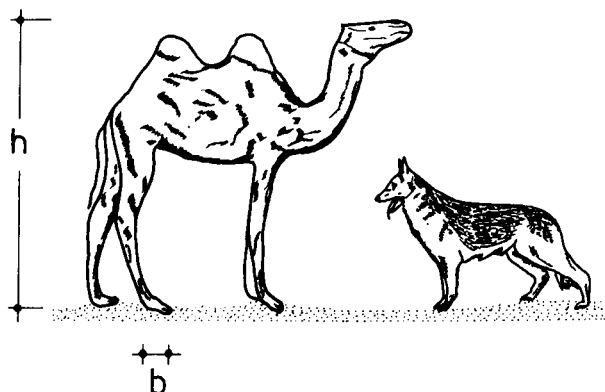


Bild 3:  
*Sandexperten*

Mit ein wenig Ähnlichkeits-Mechanik lassen sich einige Bauregeln im Nachhinein formulieren. Wir sehen, daß Fußbreite  $b$  und Höhe  $h$  in annähernd konstanter Proportion zueinander stehen:

$$b/h \approx 1/7 \text{ bis } 1/10. \quad (2)$$

Dies gilt auch für kleinere, dem Sand angepaßte Säugetiere, wie z. B. den Hasen. Der mittlere Sohldruck  $\bar{q}$  ist proportional zur Höhe  $h$  und zur Wichte  $\gamma_w$ :

$$\bar{q}/\gamma_w h \approx 3 \text{ bis } 6; \quad (3)$$

diese Zahlen folgen aus den typischen Längenverhältnissen. (Da die Festigkeit der Knochen nicht proportional zur Höhe anwächst, sind größere Tiere weniger belastbar, worauf schon Galilei hingewiesen hat.) Die Setzung  $s$  eines Fußes darf einen gewissen Bruchteil der Fußbreite nicht übersteigen,

$$s/b < 1/10 \text{ bis } 1/5, \quad (4)$$

damit die bei jedem Schritt verlorengelende Arbeit nicht zu groß wird.

Sehen wir uns nun altertümliche Bauwerke an. Bei der Hütte und dem Tempel (Bild 4) ist die Fundamentbreite der Höhe annähernd proportional:

$$b/h \approx 1/5 \text{ bis } 1/4. \quad (5)$$

Solche Proportionen findet man schon bei Vitruv, später bei Vauban, sie haben sich also seit vielen Jahrhunderten bewährt. Der mittlere Sohldruck ist proportional zu Höhe  $h$  und Baustoffwichte  $\gamma_B$ :

$$\bar{q}/\gamma_B h \approx 25,5 \text{ bis } 4. \quad (6)$$

(Die Festigkeit der Stützen muß also mit der Größe des Bauwerks anwachsen, was in alten Bauregeln auch verlangt wird.) Solange die Bauteile nicht brechen, bleibt das

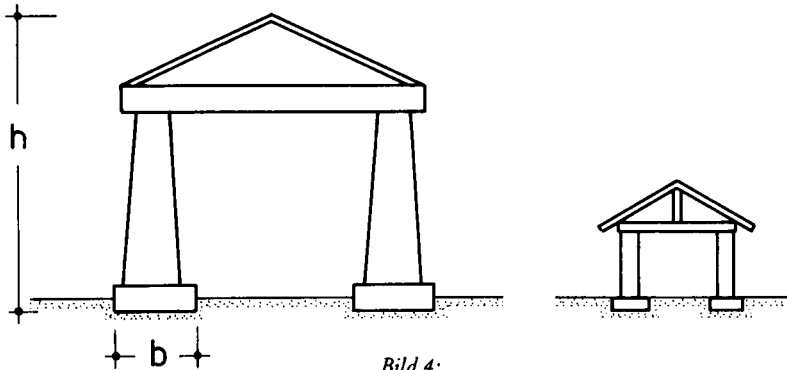


Bild 4:  
*Sicher gegründet ohne Geomechanik*

Tragwerk stabil, wenn die Setzung nirgends einen gewissen Bruchteil der Fußbreite übersteigt:

$$s/b \approx 1/40 \text{ bis } 1/20. \quad (7)$$

Der Vergleich von Gl. 2 und 5 zeigt, daß die Natur sparsamer als der Mensch baut, und ohne Schaden, weil Tiere im Verhältnis zu ihrer Fußbreite größere Setzungen aushalten können als Bauwerke (s. Gl. 4 und 7). Der Sandboden gibt unter dem mit der Höhe zunehmenden Sohldruck (Gl. 3 und 6) offenbar nicht weiter als erlaubt nach. Wir wollen sehen, inwieweit diese geotechnischen Erfahrungen durch die Geomechanik – insbesondere mit Hilfe von Bettungsmoduln – bestätigt werden.

### Bemessung von Fundamenten mit Bettungsmoduln

Winkler (1967) hat Gl. 1 aufgrund von Messungen an Eisenbahnen vorgeschlagen. Eine abgetrennte Einzelschwelle (Bild 5) mit zwei gleichgroßen Einzellasten  $Q$ , der Breite  $b$  und der Länge  $l$  erzeugt den mittleren Sohldruck  $\bar{q} = 2Q/bl$ . Aus der mitt-

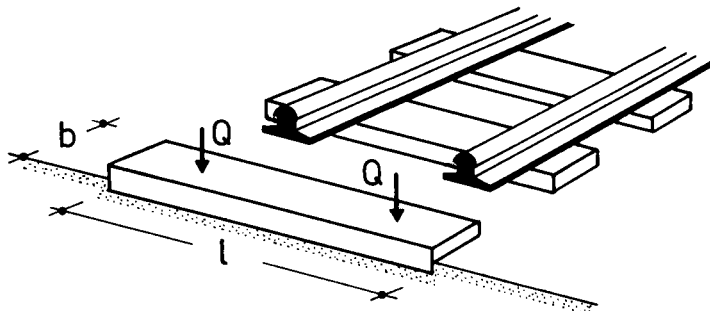


Bild 5:  
*Zu den Beobachtungen Winklers (1867)*

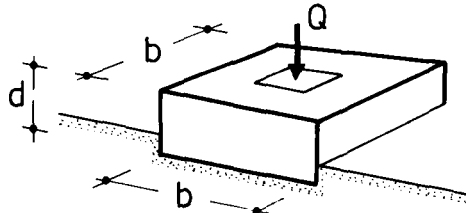


Bild 6:  
Fundament einer Einzelstütze

leren gemessenen Setzung  $s$  ergab sich mit Hilfe von Gl. 1 bei körnigem Untergrund der Bettungsmodul

$$k_s \approx 10^4 \text{ bis } 10^5 \text{ kN/m}^3. \quad (8)$$

Die Kleinstwerte gehören zu lockerem, die Größtwerte zu dichtem Boden. Dieser Wertebereich wurde durch spätere Messungen bestätigt.

Ein Quadratfundament (Bild 6) soll nun so bemessen werden, daß seine Setzung einen erlaubten Bruchteil seiner Breite erreicht (vgl. Gl. 4 und 7):

$$s = \kappa_s b. \quad (9)$$

Bei einem Hochbau hängt die Stützenlast  $Q$  von der Höhe  $h$  gemäß

$$Q = \kappa_Q \gamma_B h^3 \quad (10)$$

ab, wobei der dimensionslose Faktor  $\kappa_Q$  die Größenordnung  $10^{-3}$  aufweist. Mit Gl. 1 folgt aus Gl. 9 und 10

$$\frac{b}{h} = \sqrt[3]{\frac{\kappa_Q \gamma_B}{\kappa_s k_s}} = \text{const.} \quad (11)$$

Mit den Zahlenwerten der Gln. 4, 7 und 8 erhält man daraus die mit Gl. 2 und 5 beschriebenen alten Bauregeln. Aus Gl. 10 und 11 folgt wie in Gl. 3 und 6, daß der mittlere Sohldruck  $\bar{q} = Q/b^2$  zur Höhe proportional ist.

Das Quadratfundament wurde als so steif angesehen, daß die Verteilung des Sohldrucks ebenso wie diejenige der Setzung gemäß Gl. 1 gleichmäßig ist und überdies wegen der hohen Fundamentfestigkeit keine Rolle spielt. Wie nun an einem Balken

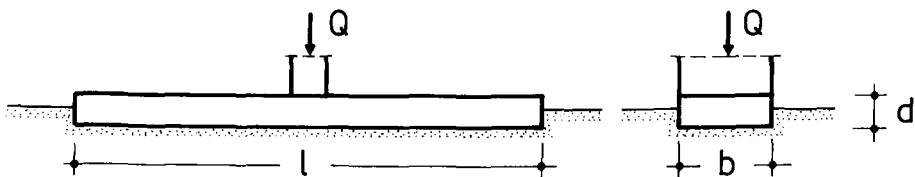


Bild 7:  
Biegsamer Fundamentbalken

unter einer Einzellast (Bild 7) gezeigt werden soll, kann man aber auch biegsame Fundamente mit Hilfe von Gl. 1 einfach bemessen.

Aus der Biegesteifigkeit

$$E_B I = E_B b d^3 / 12, \quad (12)$$

der Breite und dem Bettungsmodul folgt die sog. elastische Länge

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_B I}{b k_s}} = \kappa_d d \quad (13)$$

mit dem Faktor

$$\kappa_d = \sqrt[4]{\frac{E_B}{3 k_s d}}. \quad (14)$$

$\kappa_d$  liegt etwa im Bereich von 2 (dichter Sand, breites Fundament) bis 6 (locker, schmal) und ist zunächst, da man ja die Dicke  $d$  noch nicht kennt, zu schätzen.

Aus der schon von Winkler (1867) angegebenen Lösung für den Biegebalken auf elastischer Bettung folgen nun einige Bemessungsregeln:

- Damit die Enden nicht abheben, muß

$$\frac{d}{l} \geq \frac{1}{\pi \kappa_d} \quad (15)$$

sein;

- damit die Setzung in der Mitte ein zulässiges Maß  $s$  nicht übersteigt, muß gelten:

$$\frac{Q}{2 b d \kappa_d k_s} \leq s; \quad (16)$$

- mit der zulässigen Biegespannung  $\sigma_B$  wird Biegebruch vermieden, wenn

$$\frac{3 \kappa_d Q}{2 d b} \leq \sigma_B \quad (17)$$

gilt;

- ein Durchstanzen der Stütze wird bei

$$\frac{Q}{2 d b} \leq \tau_B \quad (18)$$

vermieden, worin  $\tau_B$  die erlaubte Schubspannung ist.

Diese Gleichungen sind einfach genug für den Taschenrechner, und man kann sie auch noch anschaulich deuten. Das Schlankheitsmaß  $d/l$  darf nicht zu klein werden; nach Gl. 15 muß es bei

- dichtem Sand und großer Breite mindestens etwa 1/6,
- lockerem Sand und geringer Breite mindestens etwa 1/20

betragen. Diese Grenze läßt sich leicht einhalten. (Das Fundament von Bild 6 ist dem-



nach sehr steif, was auch angenommen wurde.) Ist  $d/b$  einmal – probeweise – festgelegt, erhält man aus Gl. 16 mit Gl. 9 und 10 die erforderliche Breite

$$\frac{b}{h} \cong \sqrt[3]{\frac{\kappa_Q \gamma_B}{\kappa_s k_s}} \sqrt[3]{\frac{b}{2l_e}}. \quad (19)$$

Bis auf den Faktor  $\sqrt[3]{b/2l_e}$  ist dies wieder Gl. 11, was zu den alten Bauregeln paßt.

Der Baustoff muß entsprechend Gl. 17 und 18 eine zum Sohldruck proportionale Festigkeit aufweisen. Übrigens kann man mit Stahlbeton recht gut zugleich Gl. 15, 17 und 18 erfüllen, was diesen Werkstoff für Fundamente prädestiniert und durch die Erfahrung bestätigt wird.

Bei Balken mit mehreren Stützen, Balkenrosten und Platten lassen sich analoge Bemessungsregeln aufstellen (die man merkwürdigerweise in Lehr- und Handbüchern nicht findet). Auch kompliziertere Flachgründungen kann man mit Hilfe von Gl. 1 nachrechnen, die zum Entwerfen nötige Anschaulichkeit geht aber verloren.

### Der Bettungsmodul im Wechselbad

Der Bettungsmodul ist bis heute beliebt, weil man einfach mit ihm arbeiten kann. Schon bald nach seiner Erfindung aber wurde an seiner Wirklichkeitsnähe gezweifelt, und der Streit ist noch nicht zu Ende.

Seit Boussinesq (1885) trat die Elastizitätstheorie ihren Siegeszug in der Bau-mechanik an. Für ein Quadratfundament liefert sie die Setzung

$$s \approx 0,4 \frac{Q}{bE_v}, \quad (20)$$

wenn dem Baugrund der sog. Verformungsmodul  $E_v$  und die Poissonzahl  $\nu \approx 1/3$  zugesprochen werden. Mit Gl. 9 und 10 folgt daraus

$$\frac{b}{h} = \sqrt[3]{\frac{0,4 \kappa_Q \gamma_B h}{\kappa_s E_v}}, \quad (21)$$

was Gl. 11 und somit den alten Bauregeln widerspricht. Engesser (1893) und andere Große des Bauingenieurwesens griffen Winklers Theorie wegen zweier Widersprüche zur Elastizitätstheorie an:

- Anders als nach Gl. 20 – und auch nach Gl. 1 – nehmen die beobachteten Setzungen oft nichtlinear mit dem Sohldruck zu;
- nach dem Superpositionsprinzip erhält man mit Hilfe von Gl. 20 auch außerhalb der belasteten Sohlfläche Setzungen, was Gl. 1 verbietet.

Auch nach L. Föppls lapidarer Feststellung, daß die Aussagen der Elastizitätstheorie seinen Beobachtungen an Fundamenten widersprechen, blieb es bei dieser Kritik. Mit dem Hinweis Terzaghis (1940), daß Winklers Theorie die Eigenschaften des Baugrunds höchstens sehr grob wiedergeben könne, erlosch auch in der Bodenmechanik lange das Interesse an ihr.

Unabhängig davon wurden jahrzehntelang Flachgründungen mit Hilfe von – mehr oder wenig gut geschätzten – Bettungsmoduln bemessen und gebaut. Sie versagten selten, waren aber wohl oft überbemessen, also zu teuer. Dimitrov (1955) zeigte, daß Biegebalken (wie in Bild 7) mit dem fiktiven Bettungsmodul

$$k_s \approx 0,8 E_v/b \quad (22)$$

annähernd dasselbe maximale Biegemoment aufweisen wie solche auf einem linear elastischen Halbraum. Mit diesem Versöhnungsvorschlag waren und sind viele zufrieden.

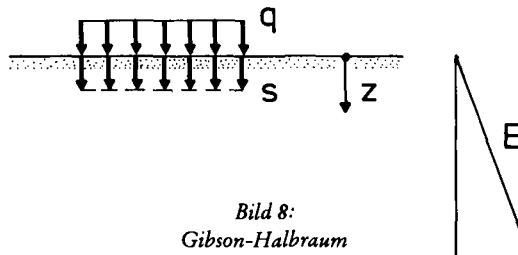


Bild 8:  
Gibson-Halbraum

Gibson (1967) griff das Problem im Rahmen der Bodenmechanik wieder auf. Er untersuchte einen linear elastischen Halbraum mit proportional zur Tiefe anwachsendem Elastizitätsmodul (Bild 8). Bei der Poisson-Zahl  $\nu = 0,5$  ergibt sich genau Gl. 1 mit dem Bettungsmodul

$$k_s = 3k/2, \quad (23)$$

wobei  $k = E/z$  die Zunahme von  $E$  mit der Tiefe  $z$  beschreibt. Damit entfallen die oben dargelegten Widersprüche. Bei  $\nu = 0,5$  gilt Gl. 1 zwar nicht mehr exakt, aber in guter Näherung.

Der Verformungsmodul von Sand nimmt etwa nach der Formel

$$E_v = \beta \gamma z / C_c \quad (24)$$

mit der Tiefe  $z$  zu, wobei  $C_c$  den Kompressionsbeiwert und  $\beta$  einen Faktor zwischen etwa 2 und 3 bezeichnet. Mit Gl. 23 folgt daraus

$$k_s = \frac{3}{2} \beta \gamma / C_c, \quad (25)$$

was wieder auf den Bereich von Gl. 8 führt. Steht der Boden unter Wasser, ist anstelle von  $\gamma$  die nur etwa halb so große Wichte  $\gamma'$  bei Auftrieb zu nehmen; diese Halbierung von  $k_s$  wird auch beobachtet.

Gegen Gibsons Theorie spricht die ausgeprägte Nichtlinearität des Sandes. Der Verformungsmodul  $E_v$  hat höchstens als Tangenten- oder Sekantenmodul einen Sinn und genügt insoweit Gl. 24. Seit etwa 15 Jahren versucht man, das Randwertproblem des Flachfundamentes auf Sand mit verfeinerten Stoffgesetzen und numerischen Inte-

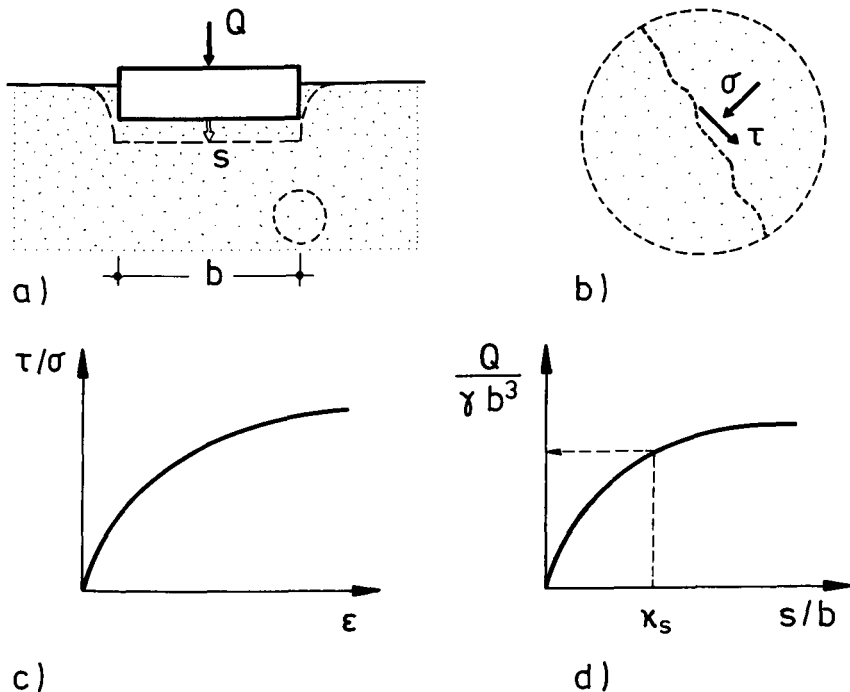


Bild 9:

*Starrkörniger Halbraum: a) Quadratforment, b) Bodenelement, c) Stoffkennlinie, d) Last-Setzungs-Linie*

grationsverfahren zu lösen. Aus mehreren Gründen ist daraus noch kein praktisch hinreichend einfaches und zuverlässiges Verfahren entstanden:

- das Stoffgesetz muß in mathematisch schwer zu durchschauender Weise differentiell nichtlinear sein (Gudehus 1979);
- die Versuche zur Prüfung von Stoffgesetzen und zur Ermittlung von Stoffkonstanten sind sehr anspruchsvoll und umstritten;
- da die differentielle Steifigkeit stark von Druck und Richtung abhängt, treten schwer zu übersehende und zu vermeidende numerische Fehler auf (Gudehus 1980).

Daß der Sand diesen Enthüllungsversuchen bisher widerstanden hat, sollte zu denken geben. Erfolgreicher war ein anderer Anlauf, der nun anhand von Bild 9 vereinfacht dargestellt werden soll. Der Sand unter und neben einem Quadratforment (a) möge aus starren Körnern bestehen; Dietrich (1977) spricht von einem psammischen Halbraum ( $\psi\acute{\alpha}\mu\mu\omicron\varsigma$  = Sand). In einem Ausschnitt (b) ergeben sich Schubspannung  $\tau$  und Normalspannung  $\sigma$  aus den Kräften an den Kornkontakten. Die Stauchung  $\epsilon$  in einer Richtung – z.B. vertikal – wächst mit dem Verhältnis  $\tau/\sigma$  an (c), die übrigen Ver-

formungen sind dazu proportional; das liegt – so nimmt man an – an der Trockenreibung und dem Bewegungszwang zwischen den Körnern. Mit dem von Dietrich vorgeschlagenen Potenzgesetz

$$\varepsilon = \kappa_e \cdot (\tau/\sigma)^\mu \quad (26)$$

läßt sich der Kurvenverlauf gut annähern. Der zwischen etwa 1,2 und 2 liegende Exponent  $\mu$  hängt von der Dichte und der Kraftrichtung nicht ab (Hettler 1981). Daraus folgt mit Hilfe einer Ähnlichkeitstheorie (Winter und Hettler 1983), daß die Setzung  $s$  mit der Last  $Q$  nach der Formel

$$\frac{s}{b} = f_s \left( \frac{Q}{\gamma b^3} \right)^\mu \quad (27)$$

anwächst (d).  $f_s$  ist ein vom Boden und den Längenverhältnissen abhängender Faktor, der in einem kleinmaßstäblichen Modellversuch bestimmt werden kann.

Nun sei gemäß Gl. 9 ein bestimmtes Verhältnis  $s/b = \kappa_s$  vorgegeben. Mit Gl. 1 und 27 folgt daraus der Bettungsmodul

$$k_s = \frac{\bar{q}}{s} = \frac{Q/b^2}{\kappa_s b f_s (Q/\gamma b^3)^\mu} = \gamma \frac{(Q/\gamma b^3)^{1-\mu}}{\kappa_s f_s} \quad (28)$$

Mit den üblichen Werten für  $Q/\gamma b^3$ ,  $\mu$ ,  $\kappa_s$  und  $f_s$  (Gudehus 1981) ergibt sich wieder der Bereich von Gl. 8, was zu den alten Bauregeln paßt. Genau besehen ist  $\bar{q}/s$  nicht konstant, also ist  $k_s$  als Sekantenmodul zu verstehen. Im Rahmen einer von der DFG unterstützten Forschungsarbeit wurde jetzt in Karlsruhe geprüft, welche Fehler durch eine solche Linearisierung entstehen. Die Genauigkeit reicht praktisch aus, so daß der oben genannte Einwand gegen Gl. 1 wegfällt, wenn man den Lastbereich – ausgedrückt durch  $Q/\gamma b^3$  – praktisch sinnvoll wählt.

Der zweite, die Setzungen neben einem Fundament betreffende Einwand läßt sich mit Hilfe von Modellversuchen entkräften. Die Setzung  $s_1$  im Abstand  $b/2$  (Bild 10) ist bei

- einem Streifen (Zangl 1977)  $s_1 \leq 0,05 s_0$ ,
- einer Kreisplatte (Eggstadt 1963)  $s_1 \leq 0,1 s_0$ ,

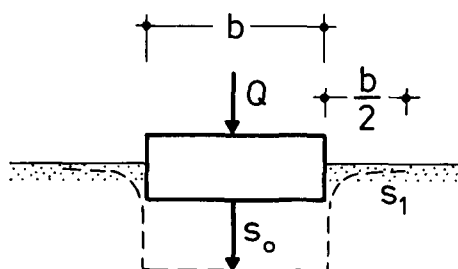


Bild 10:  
Setzungen neben einem Fundament

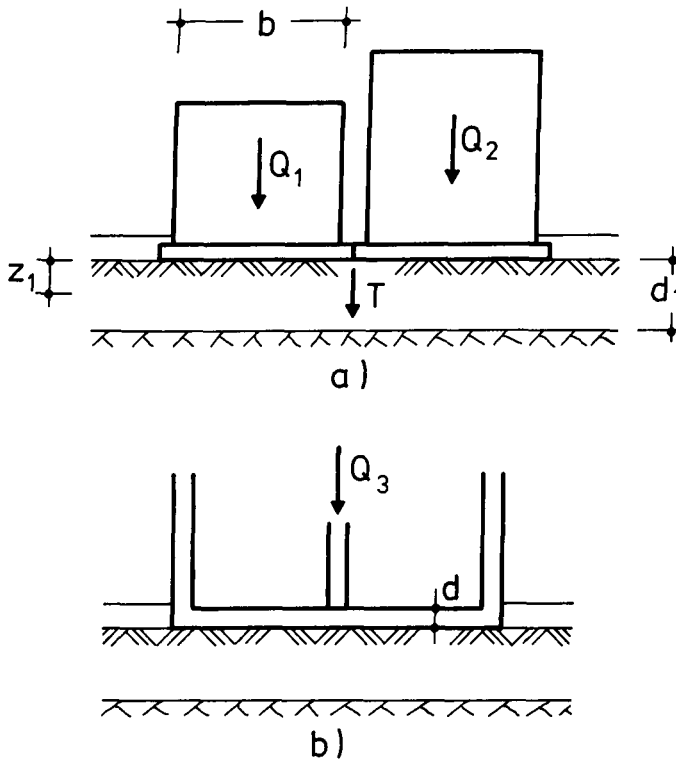


Bild 11:  
Gleichmäßige Bettung durch Tonschicht

und weiter entfernt rasch noch geringer. Diese Wirkung kann man praktisch vernachlässigen; Fehlergrenzen werden gegenwärtig erforscht. Diese Aussage wird durch Gibson (1967) für  $\nu < 0,5$  bestätigt, aber bisher nicht durch numerische Berechnungen.

### Wo der Bettungsmodul noch oder nicht taugt

Wenn eine im Vergleich zur Bauwerksbreite dünne Tonschicht unter einer Sohlplatte liegt (Bild 11), ist der Bettungsmodul einfach

$$k_s = E_s/d_1. \quad (29)$$

Zum Ausgleich der Nichtlinearität ist der Steifemodul  $E_s$  als Sekantenmodul zu nehmen, und der Seiteneinfluß (vgl. Bild 10) entfällt wegen  $d_1 \ll b$ . Bei  $k_s = \text{const.}$  erhält man so z. B. die Schubkraft (a) zwischen zwei schubverbundenen Blöcken,

$$T = (Q_2 - Q_1)/6, \quad (30)$$

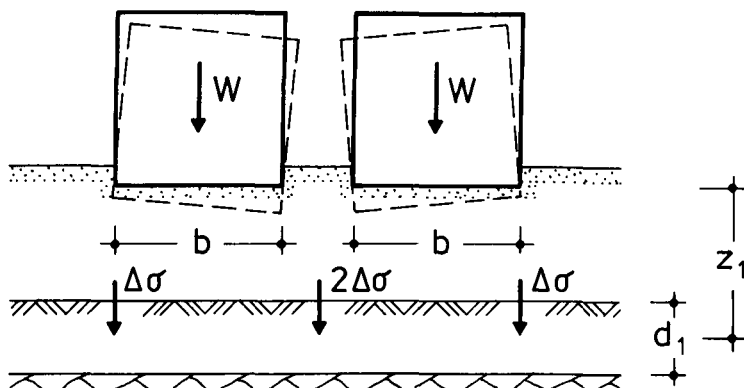


Bild 12:  
Schiefstellung durch Drucküberlagerung

oder die Minstdicke ( $b$ ) einer Platte unter einer Stütze,

$$d \approx 1,3 \sqrt{Q/\sigma_B}, \quad (31)$$

mit der erlaubten Biegespannung  $\sigma_B$ .

Selbstverständlich darf man diese beiden Formeln auch bei Sand verwenden, sofern er  $k_s = \text{const.}$  aufweist, aber nicht bei anderem Baugrund. Wenn z. B. unter zwei benachbarten gleichschweren Bauwerken eine Tonschicht etwa so tief liegt wie das Bauwerk breit ist (Bild 12), wirkt sich die Überlagerung der Drücke  $\Delta\sigma$  in ihr besonders stark aus. Die gegenseitige Verdrehung beträgt etwa

$$\Delta\psi \approx 0,4 W d_1 / (b^3 E_s); \quad (32)$$

was dies bedeutet, sieht man z. B. am Holstentor. Die Annahme  $k_s = \text{const.}$  würde  $\Delta\psi = 0$  liefern und zu einem geotechnischen Fehlschlag führen. (In diesem Falle kann man ein von Kany (1959) entwickeltes Verfahren benutzen, das nicht mehr von Gl. 1 ausgeht und hier daher nicht behandelt werden soll.)

Die Dicke von Balken oder Platten derselben Gründung darf man trotzdem mit  $k_s = \text{const.}$  wie vorher wählen, soweit Stützenlasten aufzunehmen sind. Es läßt sich nämlich immer ein passendes  $k_s$  finden (vgl. Gl. 23), das annähernd die richtigen Biegemomente liefert. Dies gilt allerdings nicht für das – ziemlich gleichmäßig verteilte – Eigengewicht des Bauwerks. Werden z. B. die beiden Bauwerke von Bild 12 oben und unten verbunden, läßt sich das zu übertragende Biegemoment auf keinen Fall mit Hilfe von Bettungsmoduln abschätzen. Falsche Vorstellungen vom Baugrundverhalten führen in solchen Fällen recht oft zu Bauschäden.

Wenn ein lotrechter Pfahl sich relativ zum Boden waagerecht verschiebt, entsteht der sog. Seiten- oder Fließdruck. Aufgrund von Probelastungen zeigte sich immer wieder, daß die Biegemomente dann zutreffend mit von der Tiefe abhängenden Bet-

tungsmoduln erfaßt werden können (Smoltczyk 1963). Neuere Forschungsarbeiten haben dies für Sand (Meißner 1982) und Ton (Gudehus und Schwarz 1983) bestätigt. Den beiden Haupteinwänden gegen Gl. 1 kann man entgegenhalten

- die Nichtlinearität der Bodenreaktion läßt sich durch passende Sekantenmoduln genügend genau ausgleichen;
- vertikal benachbarte Bodenbereiche werden wegen der Schlankheit des Pfahls kaum mitgenommen.

Es liegen – den Gln. 22 und 28 entsprechende – Näherungsformen für  $k_s$  vor, die sich in Geländeversuchen bewährt haben.

Anders ist es bei nicht waagerechten Flächentragwerken wie Wänden, z.B. zur Stützung von Geländesprüngen, oder Schalen, z.B. zur Auskleidung von Tunneln. Gl. 1 konnte hierfür bisher bodenmechanisch nicht gerechtfertigt werden, wird aber dennoch oft benutzt. Die Gl. 1 zugrundeliegende Annahme, daß benachbarte Bereiche nicht mitgenommen werden, trifft nämlich keineswegs mehr zu. Der Kunstgriff Dimitrovs – mit etwas anderen Faktoren als 0,8 in Gl. 22 – kann versagen, da die Belastung überwiegend aus kontinuierlich wirkendem Erddruck besteht. Daß sich das Bettungsmodul-Verfahren trotzdem verschiedentlich – aber nicht immer! – bewährt hat, fordert zur geomechanischen Erforschung heraus.

Der heutige Kenntnisstand ist einigermaßen verwirrend. Für einige Gründungs- und Baugrundarten kann man Bettungsmoduln zutreffend angeben und benutzen. In einigen anderen Fällen gilt dies weniger zutreffend und mit Vorbehalten. Es gibt auch Fälle, bei denen das Bettungsmodulverfahren versagen muß.

### **Pendeln und andere Hin- und Herbewegungen**

Wir wollen uns nun von Geotechnik und Geomechanik lösen. Das „Pendeln“ bezeichne einen hin- und hergehenden Informationsfluß im Gehirn des Einzelnen, in der Gesellschaft und in der kulturellen Entwicklung. Auf die Bezeichnung kommt es nicht an. Die nachfolgenden Anleihen bei anderen Wissenschaften sind vielleicht auch für das Bauingenieurwesen interessant.

Bild 13 zeigt schematisch Funktionen des Gehirns nach der Auffassung von Popper und Eccles (1982). Die linke Gehirnhälfte beherbergt – wie man bei Operierten und Verletzten nachweisen konnte – Bewußtsein, Sprache, logisches Denken sowie das Gedächtnis für rationale Abläufe, Zahlen und Namen; sie arbeitet – so glaubt man – sequentiell wie ein Computer. In der linken, unbewußten Hälfte werden vor allem Bilder und Musik gespeichert und verarbeitet; sie funktioniert ganzheitlich. Ein Nervenstrang, genannt corpus callosum oder Balken, verbindet beide Hälften. So werden auch Musik und Bilder bewußt, und rationales Denken kann ganzheitliche Impulse aufnehmen. Vereinfacht kann man die linke Hälfte als reduktionistisch (zerlegend) und die rechte als holistisch (ganzheitlich) bezeichnen (vgl. Hofstadter 1980).

Etwas spekulativ lassen sich auch Geotechnik und Geomechanik in diesem Schema unterbringen. Beim Entwerfen fallen einem Bilder und Proportionen ein; sie kommen

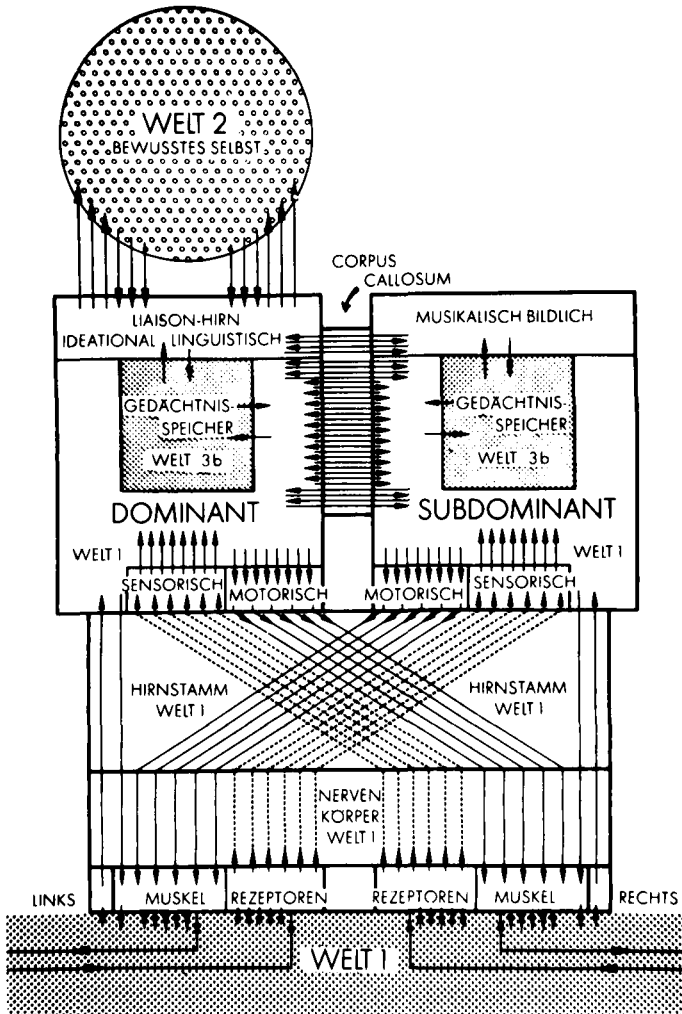


Bild 13:  
Funktionen des Gehirns, nach Popper und Eccles (1982)

wohl von rechts über den Balken nach links und werden so erst bewußt. Mit Recht spricht man von konstruktiven Gefühl und von der Baukunst. Beim Nachrechnen leistet die linke Hälfte mehr, ebenso beim Vergleich mit Solldaten. Die Ideen zu neuen Theorien kommen wohl wieder von rechts, werden aber links sortiert. Man darf somit sagen, daß die Geotechnik eher rechts und die Geomechanik eher links angesiedelt ist, beide aber erst durch das corpus callosum leistungsfähig sind.



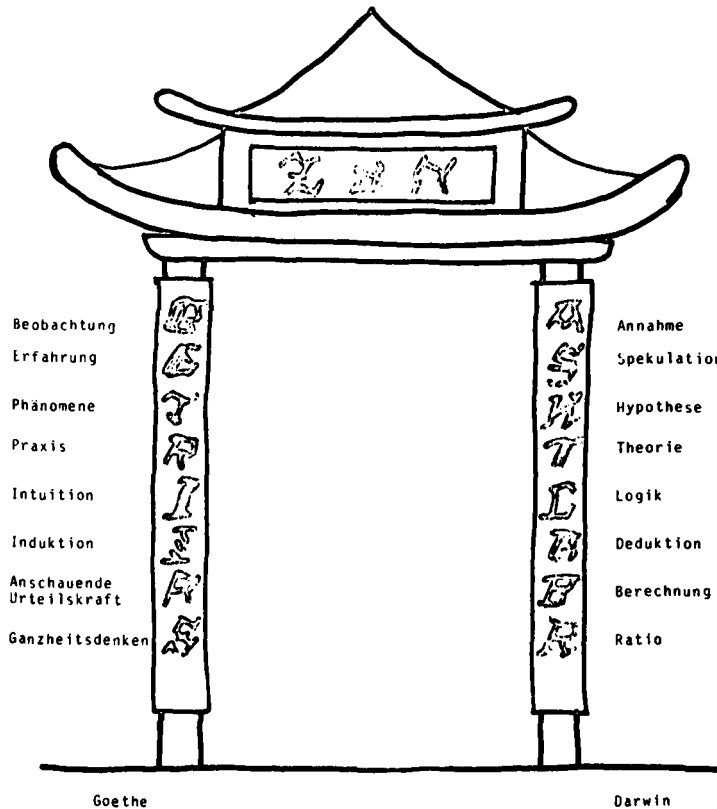


Bild 14:  
Typisierung von L. Müller

Auf der Ebene der Gesellschaft sieht es ganz ähnlich aus, wie das von L. Müller\*) für Vorträge in China angefertigte Bild 14 zeigt. Man vertausche links und rechts, und die Zuordnung zu Bild 13 ist beinahe vollkommen. Die Inschrift auf dem Balken bedeutet: „Zukunft der Naturwissenschaften“, was als Appell zur Vereinigung beider Säulen des Bildes gemeint ist. Die Namen Goethe und Darwin stehen für den Typus des Künstlers und des Denkers.

Die Trennung zwischen links und rechts scheint weniger scharf zu sein als im Gehirn (wo sie übrigens so scharf auch nicht ist, wie es Bild 13 suggeriert). Unsinnigerweise wird sie von unserer Gesellschaft verschärft – man denke etwa an die „zwei Kulturen“ von C. P. Snow. Der Balken wird gleichsam absichtlich durchtrennt, wie es bei manchen Epileptikern geschehen ist, und die Folgen dieser Verkrüppelung sind überall zu sehen.

\*) Träger des Gauß-Preises 1983

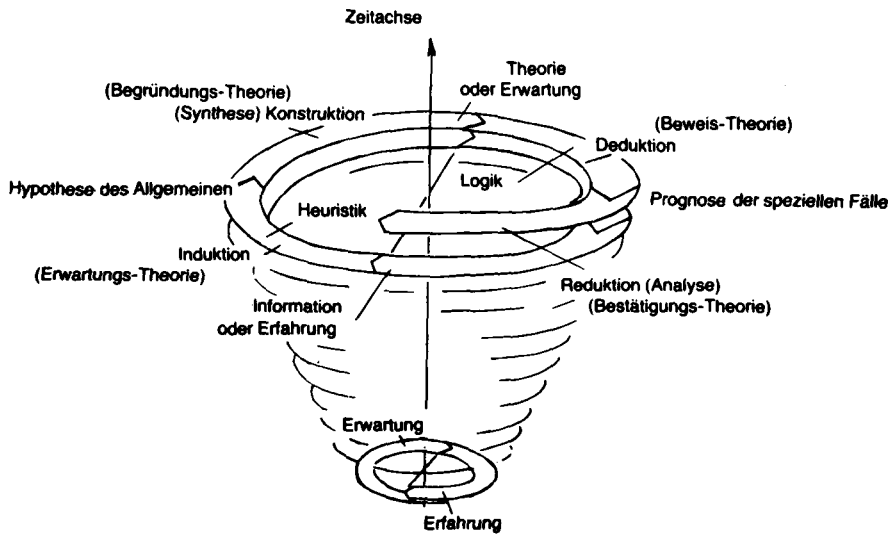


Bild 15:  
Evolutionsschema von R. Riedl (1980)



Bild 16:  
Zeichnung von R. Hofstadter (1980)

Bild 15 zeigt die kulturelle Entwicklung aus der Sicht des Biologen Riedl (1980). Durch das Pendeln zwischen Erfahrung und Erwartung, Praxis und Theorie nimmt das bewußte und unbewußte Wissen allmählich zu. Am Anfang dieser Spirale stehen die Hyperzyklen von M. Eigen, irgendwo weiter oben kommen auch Geotechnik und Geomechanik. Darwins Evolution und Poppers Theorienbildung sind darin untergebracht.

Dieses kühne Bild ist einfacher als die heutige Wirklichkeit. Wer die neuere Entwicklung verfolgt, sieht manchmal eher M.C. Eschers berühmte groteske Wendeltreppe als eine immer weiter führende Spirale. Jeder kennt Beispiele dafür. In einer Zeit materiellen Überflusses kann auch der reine Unsinn überleben. Absurd und geradezu tragisch ist es, daß sich manche Menschen ausschließlich dem Holismus oder dem Reduktionismus hingeben und sich so selbst verkrüppeln.

Daß diese Trennung auch logisch nicht zu halten ist, zeigt Bild 16. Hofstadter (1980) will damit Gödels Theorem verdeutlichen. Das Ganze und seine kleinsten Teile heißen im Bild Mu; mit diesem Wort wird im Zen-Buddhismus eine Frage „entfragt“. Gemeint ist damit, daß holistische und reduktionistische Erklärungen getrennt zu nichts führen. So ist auch unser „Pendeln“ ein zu einfaches Bild, das wir getrost verlassen können.

Zum Schluß seien noch einige Hinweise zum Bauingenieurwesen gegeben, auch wenn sie sich eigentlich von selbst verstehen. Lehre, Forschung und Praxis der letzten Jahrzehnte standen – wie auch in den anderen technischen Fächern – im Zeichen der Reduktion. Daß es so nicht gut weitergehen kann, scheint sich langsam herumzusprechen. Die rechte Hirnhälfte sollte aktiver werden: Bauingenieure sollten wieder mehr zeichnen, konstruieren, komponieren, wenn sie mögen auch musizieren. Dann braucht man die Trennung beider Seiten nicht zu befürchten.

## Literatur

- BOUSSINESQ, M. (1885): Application des potentiels etc. – Lille, Danel.
- DIETRICH, T. (1977): A comprehensive mechanical model of sand at low stress level. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Speciality Session on Constitutive Prop.
- DIMITROV, N. (1955): Der Balken und die Platte als Gründungskörper. – Habilitationsschrift, Karlsruhe.
- EGGESTADT, H. (1963): Deformation Measurements etc. – Proc. Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, p. 233–240.
- ENGESSER, F. (1893): Zur Theorie des Baugrundes. – Centralblatt der Bauverwaltung, S. 306–308.
- GIBSON, R.E. (1967): Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half-space. Géotechnique 12, p. 212–216.
- GUDEHUS, G. (1979): A comparison of some constitutive laws etc. – 3rd Int. Conf. Numer. Mech. Geomech., Aachen, p. 1309–1323.
- GUDEHUS, G. (1980): Materialverhalten von Sand. – Der Bauingenieur, 55, S. 57–67 und 351–359.
- GUDEHUS, G. (1981): Bodenmechanik. – Enge, Stuttgart.
- GUDEHUS, G. und SCHWARZ, W. (1963): Stabilisierung oberflächennaher Rutschungen durch flächenhafte Bewehrung. – Forschungsbericht FGes Straßenw.

- HETTLER, A. (1981): Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper etc. – Veröff. Inst. Bodenmech. u. Felsm. Karlsruhe, Heft 90.
- HOFSTADTER (1980): Gödel, Escher, Bach: an Eternal Golden Braid. – Vintage Books, New York.
- KANY, M. (1959): Berechnung von Flächengründungen. – Ernst & Sohn, Berlin.
- MEISSNER, H. (1982): Tragverhalten axial und horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden (II.). – Geotechnik, Heft 3, S. 115–124.
- POPPER, K. (1966): Logik der Forschung. 2. Aufl. – J. C. B. Mohr, Tübingen.
- POPPER, K. und ECCLES, J. (1982): Das Ich und sein Gehirn. – Piper, München.
- RIEDL, R. (1980): Biologie der Erkenntnis. 2. Aufl. – Parey, Wien.
- SMOLTCZYK, H. (1963): Die Einspannung in beliebig geschichteten Baugrund. – Der Bauingenieur, 38, S. 338.
- TERZAGHI, K. (1940): Theoretical Soil Mechanics. – Wiley.
- WINKLER (1867): Die Lehre der Elastizität und Festigkeit. – H. Dominicus, Prag, S. 182–184.
- WINTER, H. und HETTLER, A. (1983): Ähnlichkeit bei Randwertproblemen und ihre Anwendung in der Sandmechanik. – Ing.-Archiv, 53, S. 27–39.
- ZANGL, L. (1977): Experimentelle und numerische Untersuchungen etc. – Veröff. Inst. Bodenmech. u. Felsmech., Karlsruhe, Heft 68.

Ferner bot das korrespondierende Mitglied der Gesellschaft, Prof. Dr. R. Salvini, Florenz, im Rahmen des oben erwähnten Symposions über den Braunschweiger Burglöwen einen durch zahlreiche Lichtbilder eindrucksvoll illustrierten öffentlichen Vortrag über „Wiligelmus von Modena als einen der Begründer der romanischen Figurensprache“ dar, und schließlich führte die Gesellschaft am 27.10.1983 gemeinsam mit dem Städtischen Museum Braunschweig eine öffentliche Vortragsveranstaltung mit einem Vortrag des ordentlichen Mitgliedes der Gesellschaft und Vorsitzenden der Kommission für Niedersächsische Bau- und Kunstgeschichte, Prof. Dr. M. Gosebruch, über das gerade wieder nach Deutschland zurückgekehrte Evangeliar Heinrichs des Löwen durch. Alle Vorträge der genannten öffentlichen Veranstaltungen werden in einem der Publikationsorgane der Gesellschaft veröffentlicht.